

2. 6. 4 多雪区域に建つ鉄骨造の堆肥舎

§ 1. 一般事項

1-1 建築概要

建築場所	;	北海道江別市（市街化区域外）
用途	;	堆肥舎
規模	;	延床面積 : 810.00㎡ 建築面積 : 810.00㎡ 階数 : 地上1階（平屋建） 軒高 : 4.00m 最高高さ : 6.50m 平均高さ : 5.25m 最大柱間隔 : 7.00m
構造概要	;	構造種別 : 鉄骨造 骨組形式 : 中柱付山形ラーメン（Y方向） ブレース均等配置（X方向） 基礎種別 : 直接基礎
仕上概要	;	屋根 : ポリカーボネート波板 外壁 : ポリカーボネート波板及び巻き上げ式カーテン 腰壁 : コンクリート打放し 床 : 土間コンクリート押さえ
略図	;	別紙参照

1-2 設計方針

(1) 準拠基準・指針及び参考文献

- ・建築基準法・同施行令
- ・畜舎関連告示・同解説
- ・鋼構造設計規準

(2) 構造計画

- ・平成14年国土交通省告示第474号に定める「特定畜舎等建築物」に該当する堆肥舎として計算を行う。
- ・柱脚はピンとする。
- ・壁ブレースの水平力負担は、地震力に対しては均一、風圧力に対しては最も妻面に近い各2構面のみで負担するものとする。（X方向）
- ・妻面の架構は、壁を有する時一般部より高い水平剛性を持つが、ここでは、その評価をしないでY方向水平剪断力の分布は、各架構共通として算定する。
- ・基礎は連続基礎とし、堆肥擁壁基礎を兼用する。

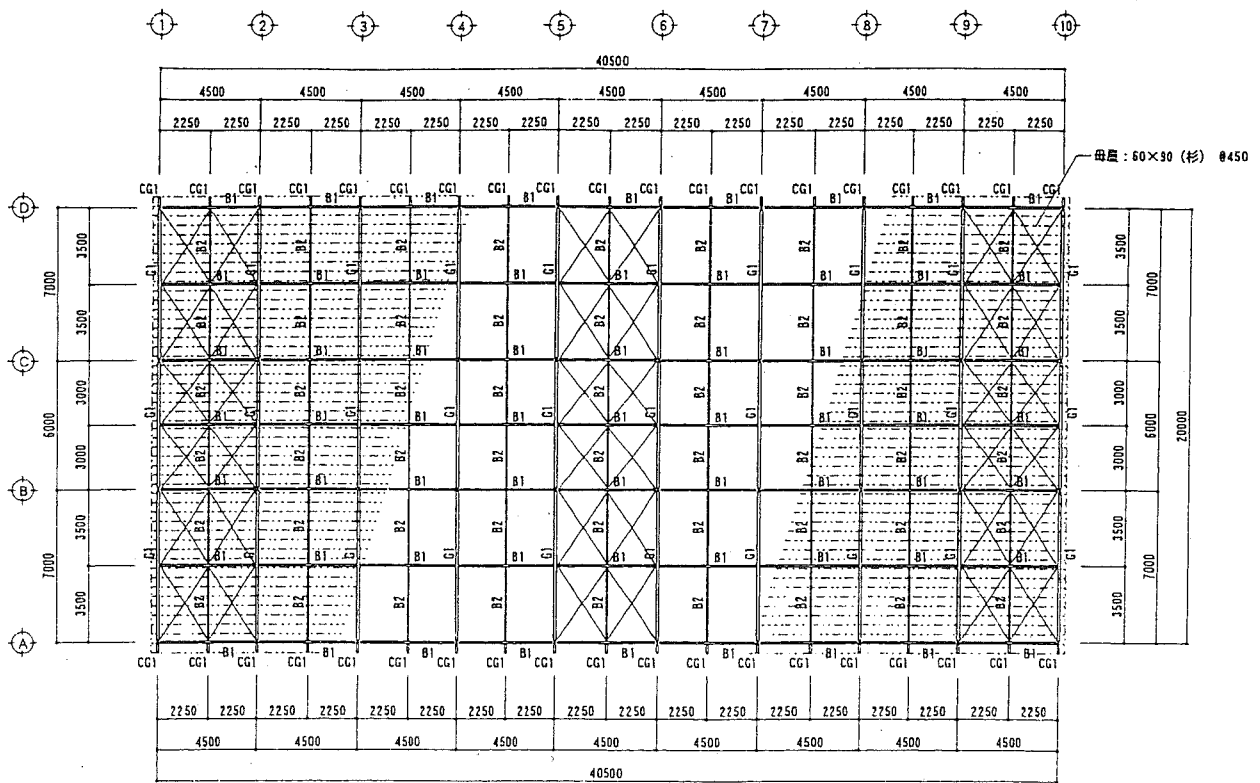
1-3 使用材料及び許容応力度

(1) 使用材料

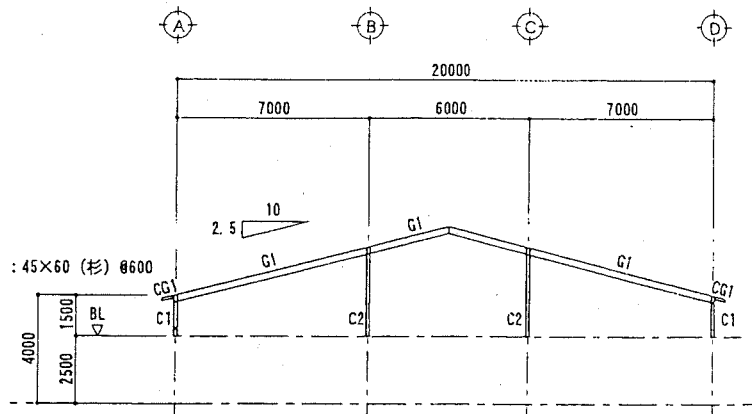
コンクリート	:	F _c =18N
鉄筋	:	SD295A (D10~D16) SD345 (D19~D25)
鋼材	:	SS400 SSC400
木材	:	すぎ（母屋、胴縁）

(2) 許容応力度

（省略）



小屋伏図 屋根ブレース: 11φTB付



梁間方向軸組図

§ 2. 準備計算

2-1 仮定荷重及び外力

(1) 固定荷重 G

屋 根	ポリカーボネート波板	50	} 500 N/m ²
	母屋	150	
	小梁	100	
	大梁 ブレース等	200	
外 壁	ポリカーボネート波板	50	} 500 N/m ²
	胴縁	150	
	間柱	100	
	柱 ブレース等	200	

(2) 積雪荷重 S

特定畜舎等建築物による積雪荷重を採用

$$S = \gamma \cdot d \cdot R_s \cdot \mu_b = 23 \cdot 100 \cdot 0.84 \cdot 0.90 = 1739 \text{ N/m}^2$$

S : 屋根の積雪荷重

γ : 積雪の単位荷重 = 23 N/m²/cm (多雪区域)

d : 垂直積雪量 = 100 cm (告示第474号の別表による)

R_s : 特定畜舎等建築物の種類に応じた換算係数 = 0.84 (堆肥舎)

μ_b : 1月と2月の冬季平均風速に応じた係数 = 0.90 (V ≤ 2.0m/s)

(3) 風荷重 W

$$q = 0.6 \cdot E \cdot V_o^2 = 0.6 \cdot 1.256 \cdot 27.2^2 = 541 \text{ N/m}^2$$

q : 速度圧

V_o : 基準風速 = 0.85 * 32 = 27.2 m/s (堆肥舎の低減率 = 0.85)

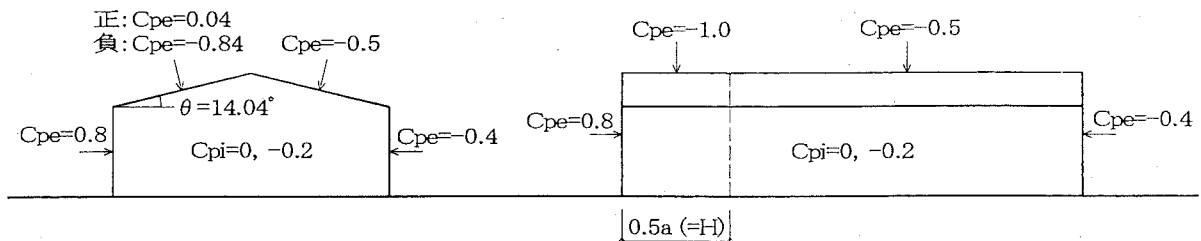
H : 建物高さとの軒の高さとの平均 = 5.250 m

(軒の高さ = 4.000 m, 建物高さ = 6.500 m)

$$E = E_r^2 \cdot G_f = 1.218 \quad H > Z_b \quad E_r = 1.7 \cdot (H/Z_G)^\alpha = 0.698 \quad G_f = 2.50$$

地表面 粗度区分	Z _b (m)	Z _G (m)	α	G _f		
				H ≤ 10	10 < H < 40	H ≥ 40
Ⅲ	3	450	0.20	2.5	直線補間	2.1

風力係数 (告示第1454号による)



(4) 地震荷重 K

$$\text{層せん断力 } Q_i = C_i \cdot \sum_{j=i}^N W_j$$

$$\text{層せん断力係数 } C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

Z : 地域係数 = 0.9 (北海道江別市)

R_t : 固有周期 = 1.00

h = 5.250 m

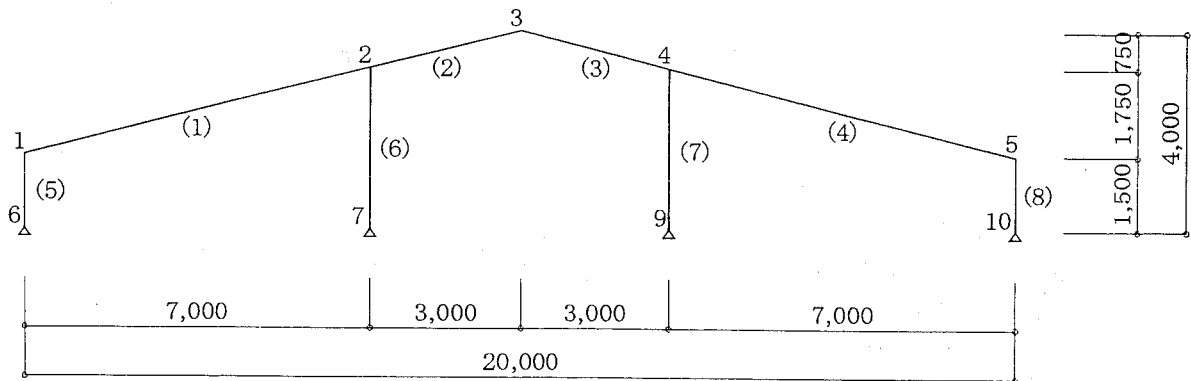
T = (0.02 + 0.01 α) · h = 0.158 < T_c = 0.6 秒 (第2種地盤)

A_i : 層せん断力分布係数 = 1 + (1/√ α_i - α_i) · 2T/(1+3T)

C_o : 標準層せん断力係数 1次設計用 C_o = 0.20

§ 3. 主ラーメンの設計

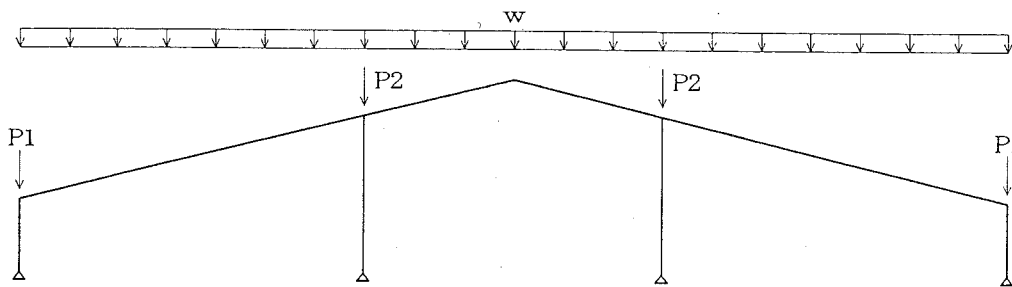
3-1 節点座標及び節点・部材番号



仮定断面 大梁 H-250×125×6×9
 外柱・中柱 H-125×125×6.5×9

3-2 作用荷重

(1) 固定荷重 G

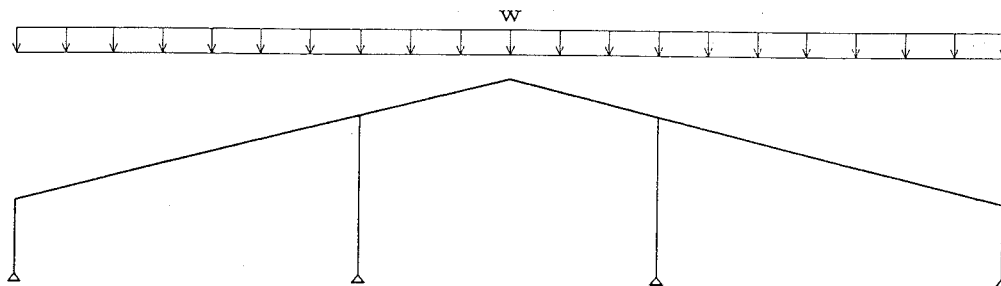


$$w = 0.50 \times 4.50 = 2.25 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 0.50 \times 4.50 \times 1.50 = 3.38 \text{ kN (外壁)}$$

$$P2 = 0.25 \times 3.25 = 0.81 \text{ kN (中柱自重)}$$

(2) 積雪荷重 S

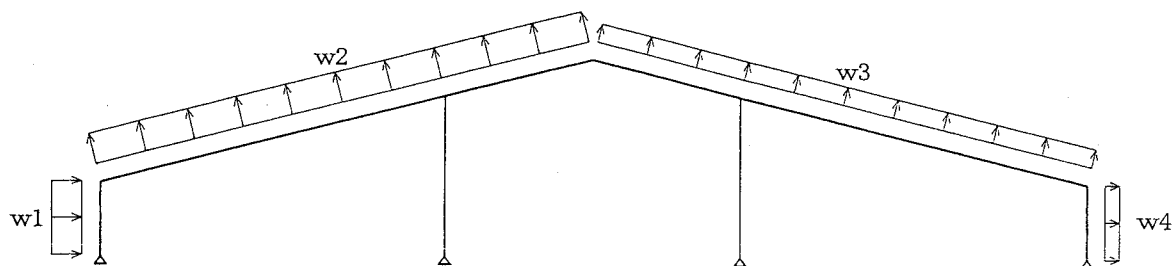


$$1.0S : w = 1.739 \times 4.50 = 7.83 \text{ kN/m}$$

$$0.7S : w = 7.83 \times 0.70 = 5.48 \text{ kN/m}$$

$$0.35S : w = 7.83 \times 0.35 = 2.74 \text{ kN/m}$$

(3) 風荷重 W



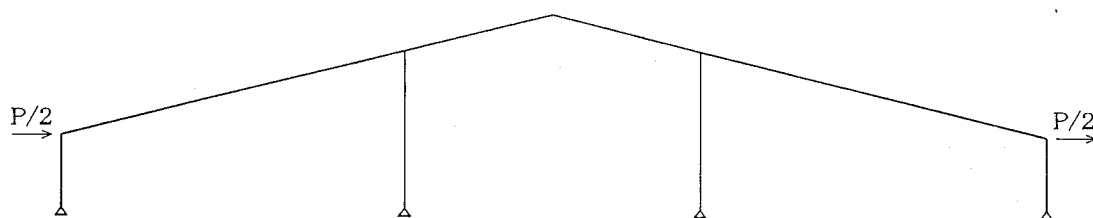
$$w1 = -0.541 * 0.80 * 4.50 = -1.95 \text{ kN/m}$$

$$w2 = -0.541 * 0.84 * 4.50 = -2.04 \text{ kN/m}$$

$$w3 = -0.541 * 0.50 * 4.50 = -1.22 \text{ kN/m}$$

$$w4 = -0.541 * 0.40 * 4.50 = -0.97 \text{ kN/m}$$

(4) 地震荷重 K



$$\text{屋根} = 0.50 * 4.50 * 20.00 = 45.00 \text{ kN}$$

$$\text{外壁} = 0.50 * 4.50 * 0.75 * 2 = 3.38 \text{ kN}$$

$$\text{中柱} = 0.25 * 1.625 * 2 = 0.81 \text{ kN}$$

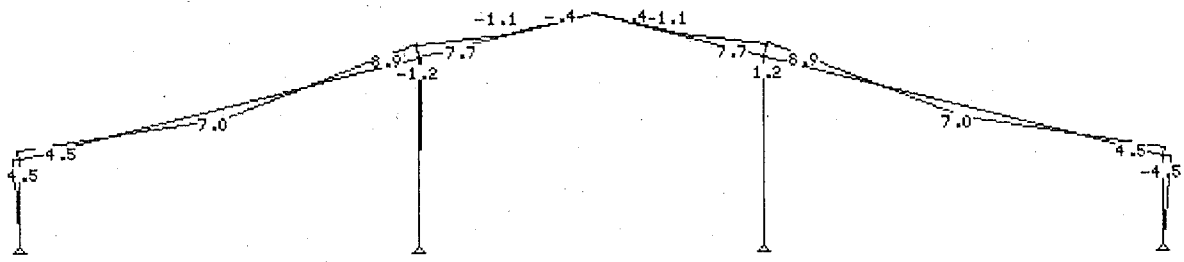
$$\text{積雪} = 1.739 * 4.50 * 20.00 * 0.35 = 54.78 \text{ kN}$$

$$W = 103.97 \text{ kN}$$

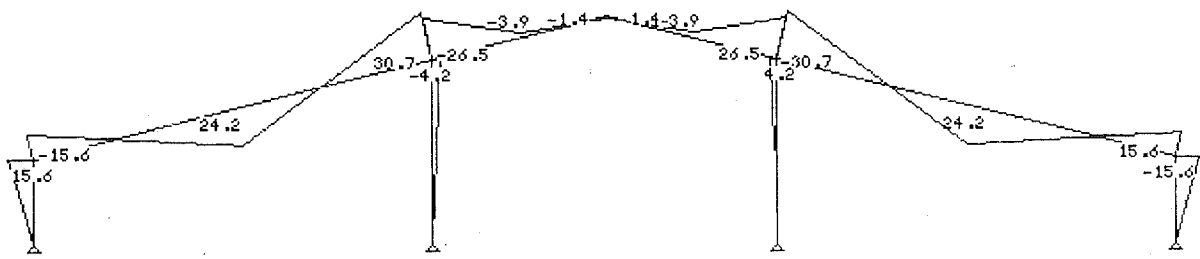
$$P = 0.9 * 103.97 * 0.20 = 18.71 \text{ kN}$$

$$P/2 = 18.71 / 2 = 9.36 \text{ kN}$$

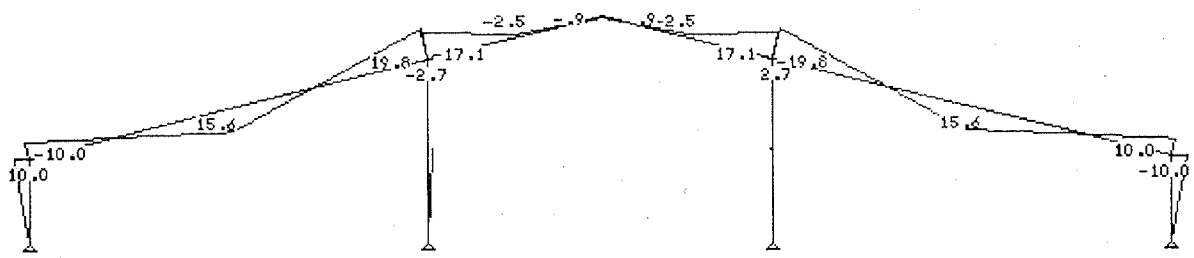
3-3 主ラーメン応力 (M図 kN・m)



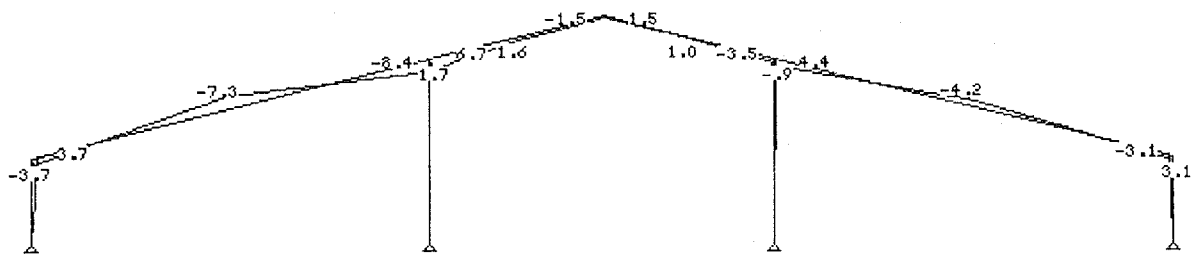
長期 G



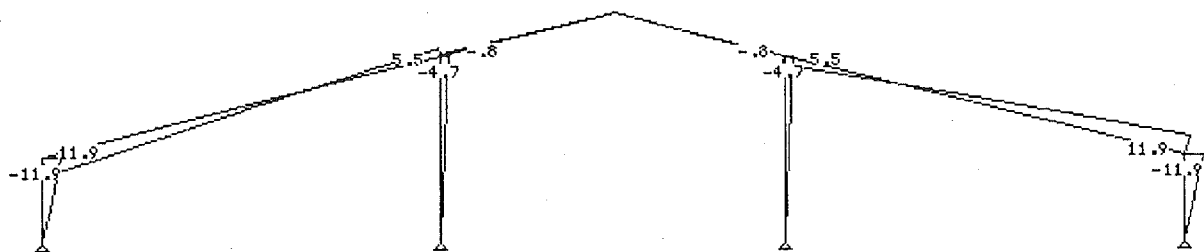
長期 G+0.75S



長期 G+0.35S



風荷重 W



地震荷重 K

3-4 梁の設計

符号	部材番号	応力種別	長期		風圧時 W	地震時 K	短期	
			G+0.7S	G+0.35S			G+0.35S+W	G+0.35S+K
G1	4	M kNm	-30.74	-19.84	4.36	-11.88	-15.48	-31.72
		Q kN	28.35	18.30	-4.58	2.41	13.72	20.71

設計応力
短期 G+0.7S
M = 3074 kN·cm
Q = 28.35 kN

use H-250×125×6×9

$$Z_x = 317 \text{ cm}^3 \quad i_b = 3.30 \text{ cm} \quad l_b = 361.0 \text{ cm}$$

$$\lambda = 109.4 \quad M_2/M_1 = -0.79 \quad C = 2.30$$

$$l_{fb1} = \{1 - 0.4 * (\lambda^2 / C \Lambda^2)\} * ft = 13.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$l_{fb2} = 8820 / (l_b * h / A_f) = 11.0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\therefore s_{fb} = 13.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_b = 3074 / 317.0 = 9.70 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_b / f_b = 0.72 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\tau = 28.35 / (25.0 * 0.60) = 1.89$$

$$\sqrt{(\sigma_b^2 + 3\tau^2)} / ft = 0.63 < 1.0 \quad \text{OK}$$

3-5 柱の設計

符号	部材番号	応力種別	長期		風圧時 W	地震時 K	短期	
			G+0.7S	G+0.35S			G+0.35S+W	G+0.35S+K
C1 (外柱)	8	M kNm	-15.55	-10.04	3.08	-11.86	-6.96	-21.90
		N kN	-30.86	-21.12	5.05	-2.13	-16.07	-23.25

設計応力
長期 G+0.7S
M = 1555 kN·cm
N _c = 30.86 kN

use H-125×125×6.5×9

$$Z_x = 134 \text{ cm}^3 \quad i_b = 3.45 \text{ cm} \quad l_b = 150.0 \text{ cm}$$

$$\lambda = 43.5 \quad M_2/M_1 = 0.00 \quad C = 1.75$$

$$l_{fb1} = \{1 - 0.4 * (\lambda^2 / C \Lambda^2)\} * ft = 15.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$l_{fb2} = 8820 / (l_b * h / A_f) = 52.9 > 15.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$\therefore s_{fb} = 15.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$A = 30.00 \text{ cm}^2 \quad i_y = 3.13 \text{ cm} \quad l_{ky} = 150.0 \text{ cm}$$

$$\lambda = 47.9 \quad s_{fc} = 13.3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_b = 1555 / 134 = 11.60 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_c = 30.86 / 30.00 = 1.03$$

$$\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c = 0.76 + 0.08 = 0.84 < 1.0 \quad \text{OK}$$

符号	部材番号	応力種別	長期		風圧時 W	地震時 K	短期	
			G+0.7S	G+0.35S			G+0.35S+W	G+0.35S+K
C2 (中柱)	6	M kNm	-4.20	-2.71	1.68	-4.73	-1.03	-7.44
		N kN	-50.63	-32.97	13.12	-2.38	-19.85	-35.35

設計応力
短期 G+0.35S+K
M = 744 kN·cm
N _c = 35.35 kN

use H-125×125×6.5×9

$$Z_x = 134 \text{ cm}^3 \quad i_b = 3.45 \text{ cm} \quad l_b = 325.0 \text{ cm}$$

$$\lambda = 94.2 \quad M_2/M_1 = 0.00 \quad C = 1.75$$

$$s_{fb1} = \{1 - 0.4 * (\lambda^2 / C \Lambda^2)\} * ft = 20.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_{fb2} = 8820 / (l_b * h / A_f) * 1.5 = 36.6 > 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\therefore s_{fb} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$A = 30.00 \text{ cm}^2 \quad i_y = 3.13 \text{ cm} \quad l_{ky} = 325.0 \text{ cm}$$

$$\lambda = 103.8 \quad s_{fc} = 7.32 \text{ kN/cm}^2$$

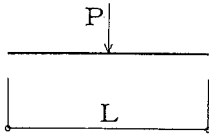
$$\sigma_b = 744 / 134 = 5.55 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_c = 35.35 / 30.00 = 1.18$$

$$\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c = 0.28 + 0.16 = 0.44 < 1.0 \quad \text{OK}$$

§ 4. 二次部材設計

4-1 小梁

(1) B1



$$\begin{aligned}
 L &= 4.50 \text{ m} & @ &= 3.50 \text{ m} \\
 \text{長期 } G+0.7S & \quad w_0 = 0.50 + 1.739 * 0.7 = 1.717 \text{ kN/m}^2 \\
 P &= 1.717 * 2.25 * 3.50 = 13.52 \text{ kN} \\
 M &= 13.52 * 4.50 / 4 = 15.21 \text{ kNm} \\
 Q &= 13.52 / 2 = 6.76 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

use H-175×90×5×8

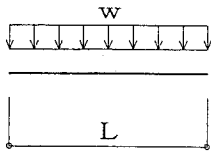
$$\begin{aligned}
 Z_x &= 138 \text{ cm}^3 & L_b &= 225 \text{ cm} & l_{fb} &= 15.7 \text{ kN/cm}^2 \\
 I_x &= 1210 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = 1521 / 138 = 11.02 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_b / f_b = 0.70 < 1.0 \quad \text{OK}$$

たわみの検討

$$\delta = P * L^3 / (48 * E * I) = 1.03 \text{ cm} \quad \delta / L = 1 / 437 < 1/250 \quad \text{OK}$$

(2) B2



$$\begin{aligned}
 L &= 3.50 \text{ m} & @ &= 2.25 \text{ m} \\
 \text{長期 } G+0.7S & \quad w_0 = 0.50 + 1.739 * 0.7 = 1.717 \text{ kN/m}^2 \\
 w &= 1.717 * 2.25 = 3.86 \text{ kN/m} \\
 M &= 3.86 * 3.50^2 / 8 = 5.92 \text{ kNm} \\
 Q &= 3.86 * 3.50 / 2 = 6.76 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

use H-150×75×5×7

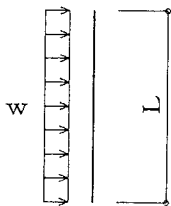
$$\begin{aligned}
 Z_x &= 88.8 \text{ cm}^3 & L_b &= 361 \text{ cm} & l_{fb} &= 8.56 \text{ kN/cm}^2 \\
 I_x &= 666 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = 592 / 88.8 = 6.67 \quad \sigma_b / f_b = 0.78 < 1.0 \quad \text{OK}$$

たわみの検討

$$\delta = 5 * w * L^4 / (384 * E * I) = 0.55 \text{ cm} \quad \delta / L = 1 / 636 < 1/250 \quad \text{OK}$$

4-2 間柱



$$\begin{aligned}
 L &= 2.81 \text{ m} & @ &= 1.75 \text{ m} \\
 \text{短期 } G+W & \quad q * C_f = 0.541 * (0.8 + 0.2) = 0.541 \text{ kN/m}^2 \\
 w &= 0.541 * 1.75 = 0.947 \text{ kN/m} \\
 M &= 0.947 * 2.81^2 / 8 = 0.934 \text{ kNm} \\
 N &= 0.50 * 1.75 * 2.81 = 2.46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

use □-100×100×2.3

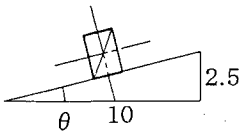
$$\begin{aligned}
 Z_x &= 27.9 \text{ cm}^3 & s_{fb} &= 23.5 \text{ kN/cm}^2 & I_x &= 140 \text{ cm}^4 \\
 A &= 8.852 \text{ cm}^2 & i_y &= 3.97 \text{ cm} & L_{ky} &= 281 \text{ cm} \\
 \lambda &= 70.8 & s_{fc} &= 11.7 * 1.5 = 17.5 \text{ kN/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = 93.4 / 27.9 = 3.35 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_b / f_b = 0.14$$

$$\sigma_c = 2.46 / 8.852 = 0.28 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_c / f_c = 0.02$$

$$\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c = 0.16 < 1.0 \quad \text{OK}$$

4-3 母屋



$L = 2.25 \text{ m}$ $@ = 0.45 \text{ m}$ 連続梁
 屋根勾配 2.5/10 $\sin \theta = 0.2425$ $\cos \theta = 0.9701$
 長期 $G+0.7S$ $w_0 = 0.20 + 1.739 * 0.7 = 1.417 \text{ kN/m}^2$
 $w_x = 1417 * 0.45 * \cos \theta = 618.7 \text{ N/m}$
 $w_y = 1417 * 0.45 * \sin \theta = 154.7 \text{ N/m}$
 $M_x = 618.7 * 2.25^2 / 8 = 391.5 \text{ Nm}$
 $M_y = 154.7 * 2.25^2 / 8 = 97.9 \text{ Nm}$

use (すぎ) 60×90

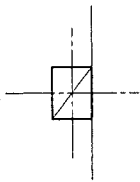
$Z_x = 81.0 \text{ cm}^3$ $Z_y = 54.0 \text{ cm}^3$ $f_b = 740 \text{ N/cm}^2$
 $I_x = 364.5 \text{ cm}^4$ $I_y = 162.0 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bx} + \sigma_{by} = 39150 / 81.0 + 9790 / 54.0 = 665 \text{ N/cm}^2$
 $(\sigma_{bx} + \sigma_{by}) / f_b = 0.90 < 1.0$ OK

たわみの検討

$\delta_x = w_x * L^4 / (185 * E * I) = 0.343 \text{ cm}$
 $\delta_y = w_y * L^4 / (185 * E * I) = 0.193 \text{ cm}$
 $\delta = \sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2)} = 0.394 \text{ cm}$ $\delta / L = 1 / 571 < 1/250$ OK

4-4 胴縁



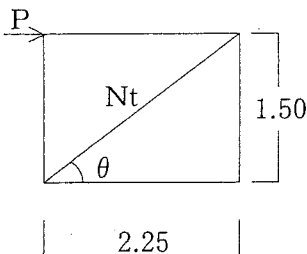
$L = 2.25 \text{ m}$ $@ = 0.60 \text{ m}$ 連続梁
 短期 $G+W$ $q * C_f = 0.541 * (0.8 + 0.2) = 0.541 \text{ kN/m}^2$
 $w_x = 541 * 0.60 = 324.6 \text{ N/m}$
 $w_y = 200 * 0.60 = 120.0 \text{ N/m}$
 $M_x = 324.6 * 2.25^2 / 8 = 205.4 \text{ Nm}$
 $M_y = 120.0 * 2.25^2 / 8 = 75.9 \text{ Nm}$

use (すぎ) 60×45

$Z_x = 20.3 \text{ cm}^3$ $Z_y = 27.0 \text{ cm}^3$ $f_b = 740 \text{ N/cm}^2$
 $I_x = 45.6 \text{ cm}^4$ $I_y = 81.0 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bx} + \sigma_{by} = 20540 / 20.3 + 7590 / 27.0 = 1295 \text{ N/cm}^2$
 $(\sigma_{bx} + \sigma_{by}) / f_b = 0.88 < 1.0$ OK

4-5 ブレース



地震荷重

屋根 = $(0.50 + 1.739 * 0.35) * 10.0 * 40.5 = 449.0 \text{ kN}$
 外壁 = $0.50 * \{40.5 * 0.75 + 20.0 * (0.75 + 2.5/2)\} = 35.2 \text{ kN}$
 $Q_i = (449.0 + 35.2) * 0.20 * 1.5 = 145.3 \text{ kN}$ (応力割増し=1.5)

風荷重

$Q_i = 0.541 * 1.2 * 10.0 * (0.75 + 2.5/2) = 13.0 \text{ kN} < \text{地震荷重}$

$P = 145.3 / 6 \text{ 構面} = 24.2 \text{ kN}$ $\cos \theta = 0.8321$

$N_t = 24.2 / \cos \theta = 29.1 \text{ kN}$

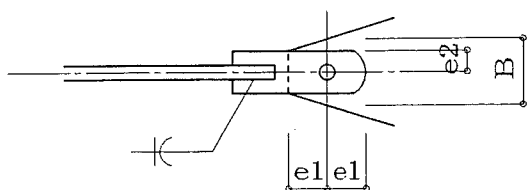
use 1-16φ TB

$AB = 2.01$ $ft = 11.7 * 1.5 = 17.6$

$\sigma_t = 29.1 / 2.01 = 14.48$ $\sigma_t / ft = 0.82 < 1.0$ OK

ブレース端部・接合部の破断防止検討

size 1-16φ TB



接合部

ボルト : 1-M16

端部PL : FB-6 e1 = 45 mm

e2 = 25 mm

ガセットPL : GPL-9 B = 75 mm

$$A_j \cdot \sigma_u \geq 1.2 \cdot A_g \cdot F$$

$$1.2 \cdot A_g \cdot F = 1.2 \cdot 2.01 \cdot 23.5 = 56.7 \text{ kN}$$

① 軸部で破断する場合

$$A_j \cdot \sigma_u = (A_g - A_d) \cdot \sigma_u$$

$$= 2.01 \cdot 0.75 \cdot 40.0 = 60.3 \text{ kN} > 1.2 \cdot A_g \cdot F \quad \text{OK}$$

② 接合ファスナーで破断する場合

$$A_j \cdot \sigma_u = n \cdot m \cdot A_f \cdot \sigma_u$$

$$= 1 \cdot 1 \cdot 2.01 \cdot 40.0 = 80.4 \text{ kN} > 1.2 \cdot A_g \cdot F \quad \text{OK}$$

③ ファスナーのはしあき部分で破断する場合

$$A_j \cdot \sigma_u = n \cdot e_b \cdot t_b \cdot \sigma_u$$

$$= 1 \cdot 4.5 \cdot 0.6 \cdot 40.0 = 108.0 \text{ kN} > 1.2 \cdot A_g \cdot F \quad \text{OK}$$

④ ガセットプレートの破断による場合

$$A_j \cdot \sigma_u = (B \cdot t_g - A_d) \cdot \sigma_u$$

$$= (7.5 \cdot 0.9 - 1.8 \cdot 0.9) \cdot 40.0 = 205.2 \text{ kN} > 1.2 \cdot A_g \cdot F \quad \text{OK}$$

⑤ 溶接部で破断する場合

$$L_b = 5.5 \text{ cm} \quad \text{溶接ビード幅 } k = 7 \text{ mm} \quad \text{サイズ } s = 0.7 \cdot k = 4.9 \text{ mm}$$

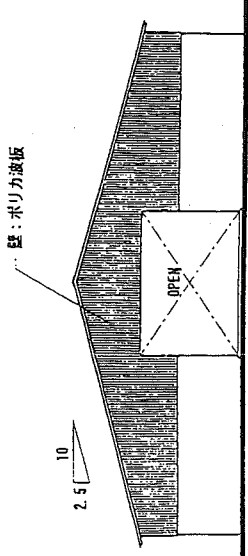
$$L_e = 5.5 - 0.7 \cdot 2 = 4.1 \text{ cm}$$

$$A_j \cdot \sigma_u = 1/\sqrt{3} \cdot \Sigma 0.7s \cdot L_e \cdot \sigma_u$$

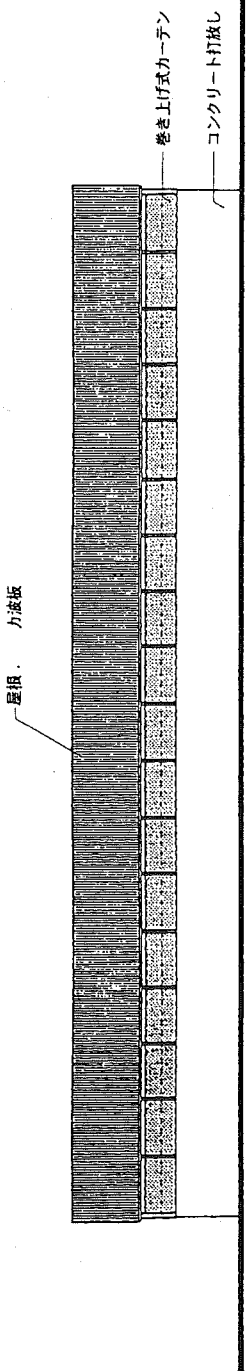
$$= 1/\sqrt{3} \cdot 3 \cdot 0.7 \cdot 0.49 \cdot 2 \cdot 4.1 \cdot 40.0 = 65.0 \text{ kN} > 1.2 \cdot A_g \cdot F \quad \text{OK}$$

§ 5. 基礎の設計

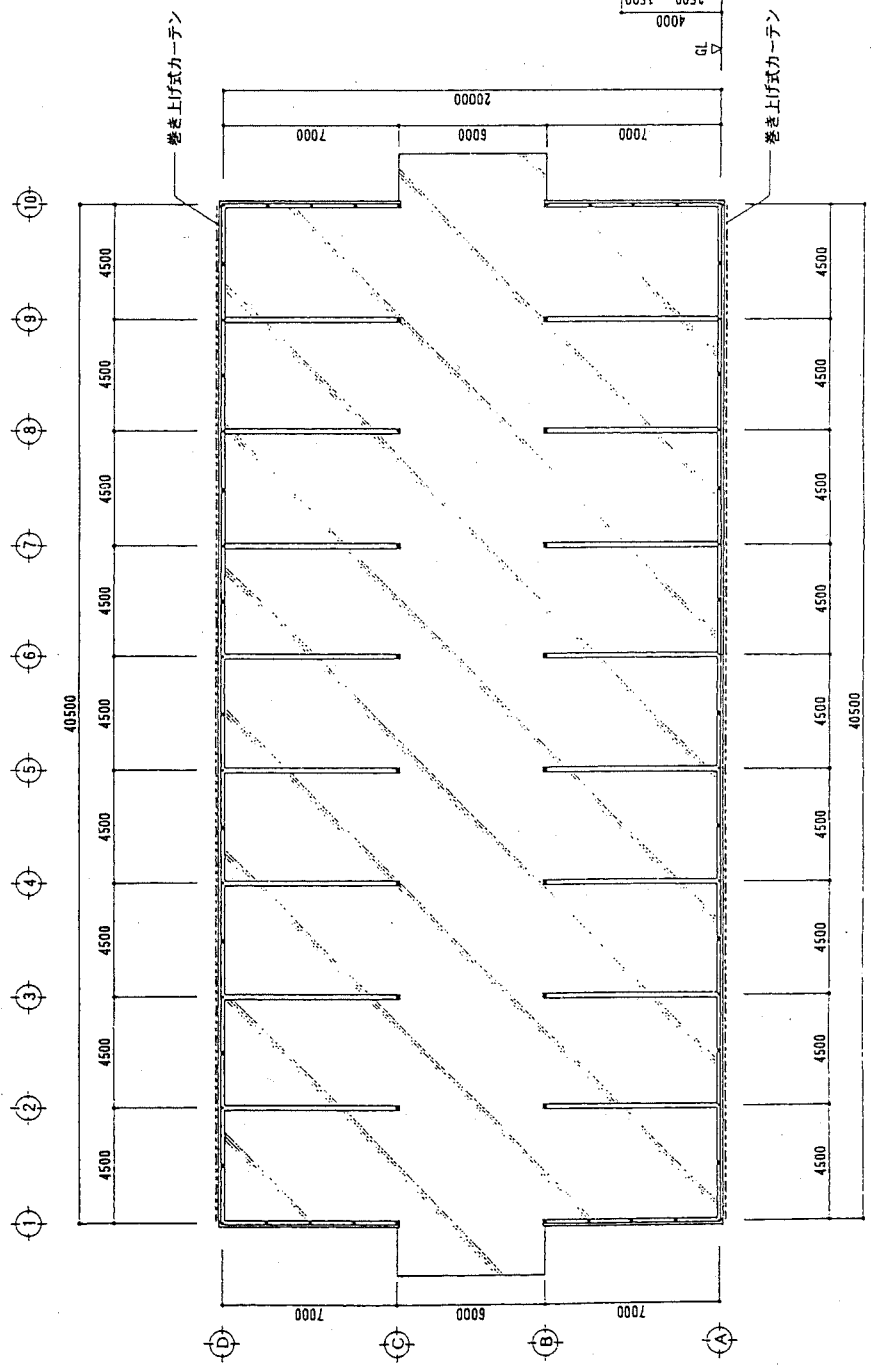
(省略)



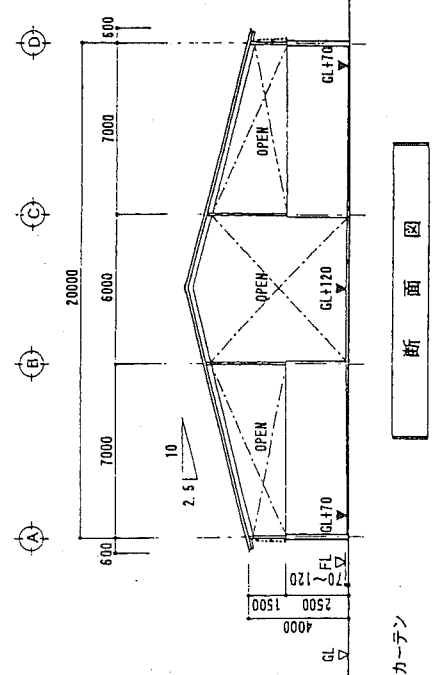
立面図



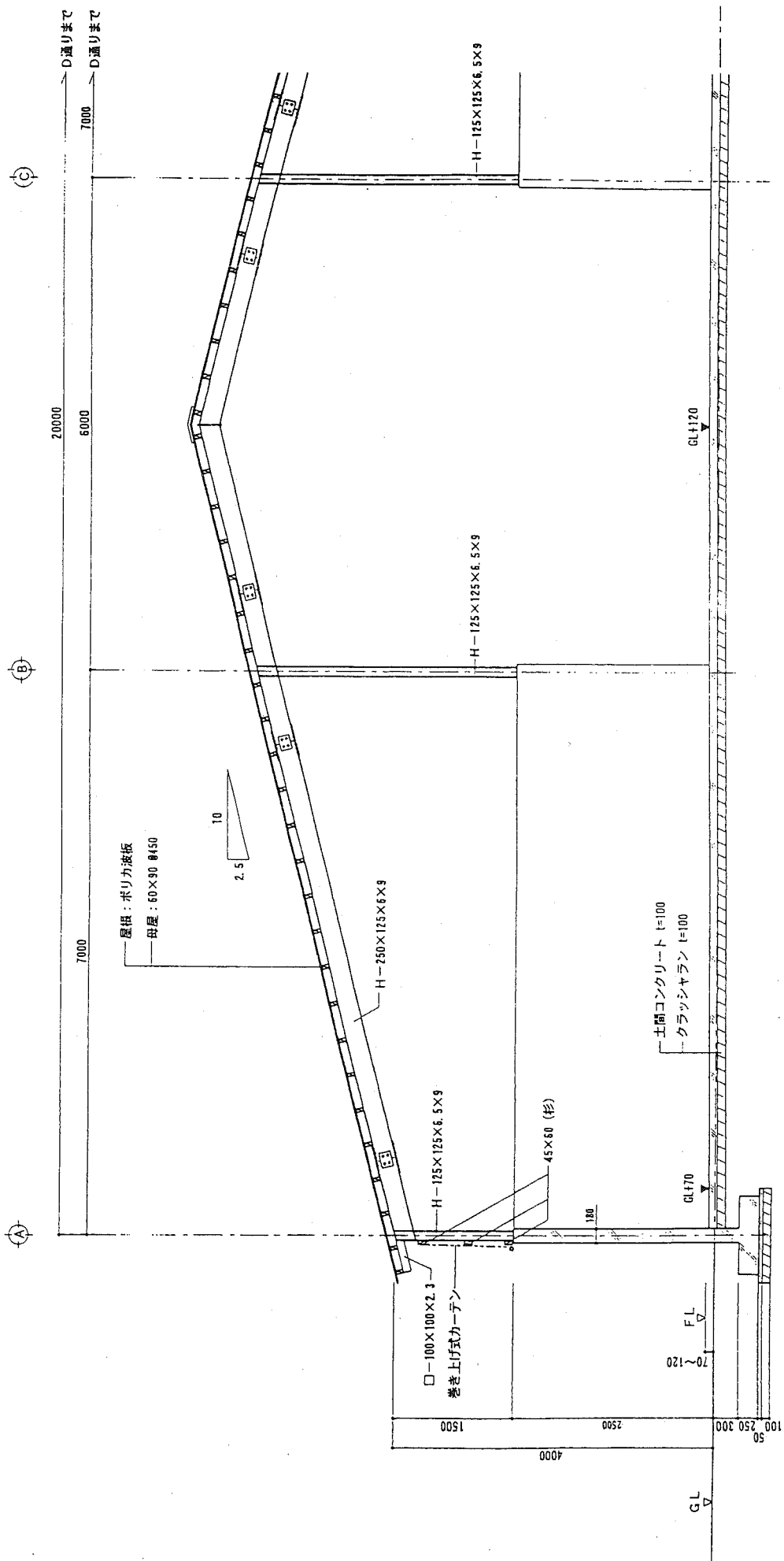
立面図



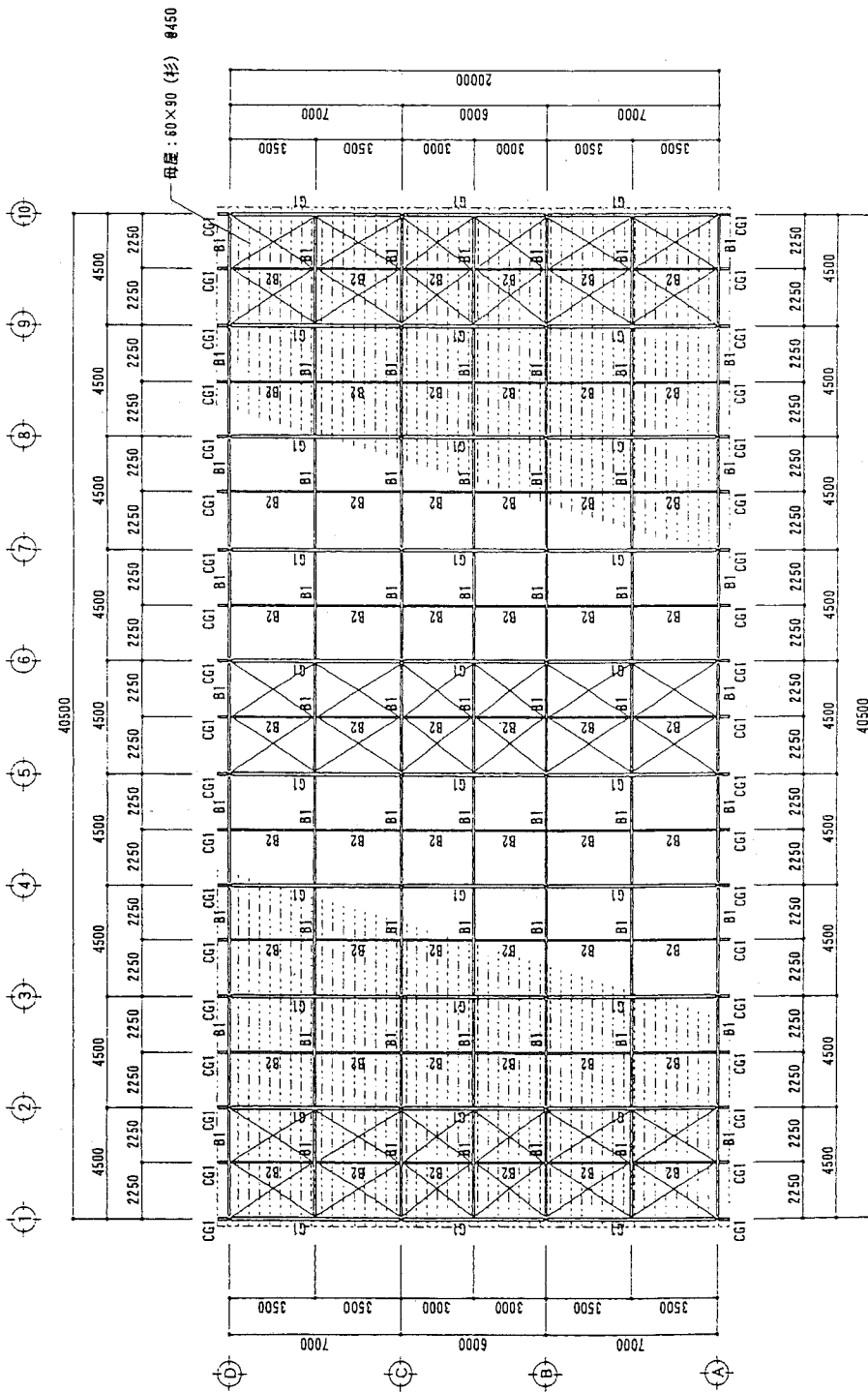
平面図



断面図

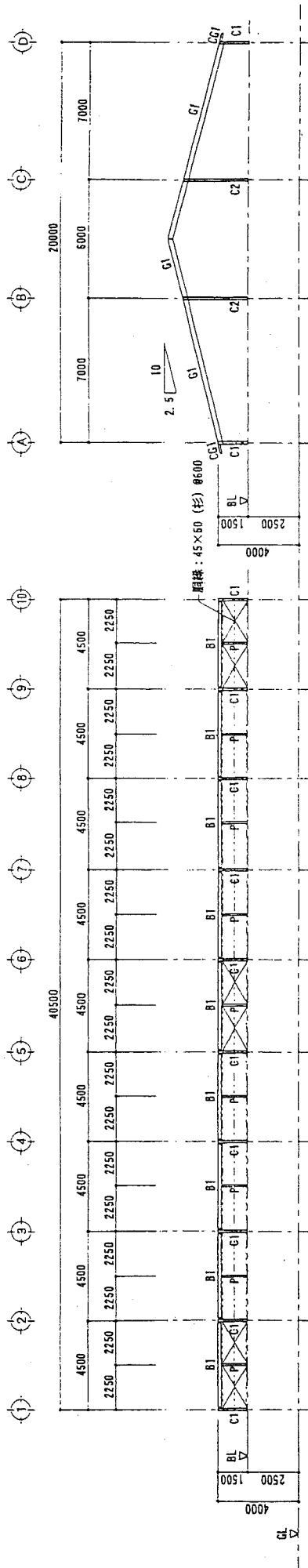


矩 計 図



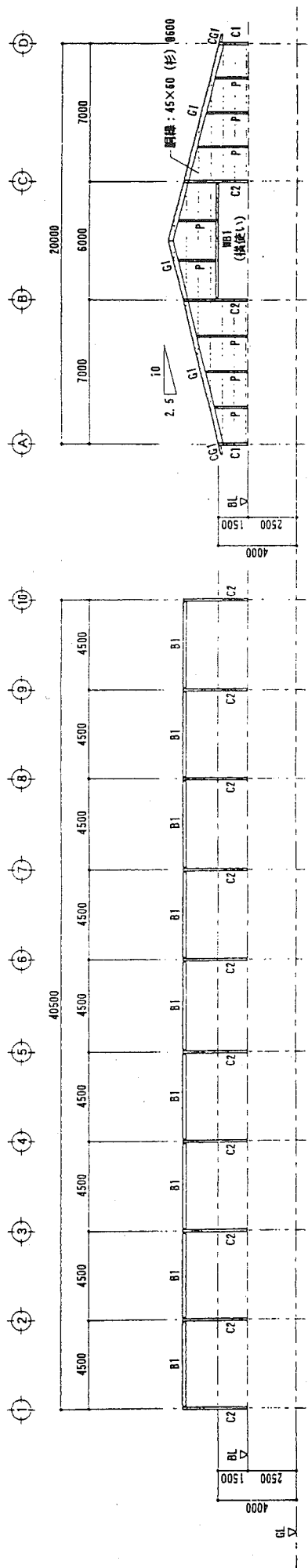
符号	部 材
C1	H-125×125×6.5×9
C2	H-125×125×6.5×9
P	□-100×100×2.3
G1	H-250×125×6×9
B1	H-175×90×5×8
B2	H-150×75×5×7
WB1	H-125×125×6.5×9
CG1	□-100×100×2.3
屋根ブレース	1.3φTB付
壁ブレース	1.3φTB付
母 屋	60×90 (杉) 8450
脚 柱	45×60 (杉) 8600

小 屋 伏 図 屋根ブレース: 1.3φTB付



梁間方向軸組図

桁行方向軸組図



梁間方向軸組図

桁行方向軸組図